

# ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE FISURACIÓN EN LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO Y SU RELACIÓN CON LA PROBABILIDAD DE CORROSIÓN DE LAS ARMADURAS

(ANALYSIS OF CRACKING CONDITIONS IN CONCRETE STRUCTURES AND ITS CONNECTION WITH THE PROBABILITY OF CORROSION IN REINFORCEMENTS)

**Jesús Rodríguez Santiago**, Ingeniero de Caminos  
Dragados y Construcciones, S. A.  
Profesor Estructuras I, E.T.S.A.M.

**Carmen Andrade Perdrix**, Dr. en Química Industrial  
IETcc/CSIC

400-15

## RESUMEN

*La aparición de fisuras en las estructuras de hormigón armado es algo inherente al material de que están compuestas.*

*Razones de índole diversa aconsejan controlar esta fisuración, ya que no puede evitarse. La durabilidad de las armaduras es hasta el momento el motivo que más ha condicionado, para la mayor parte de las estructuras, el estudio y control de dicha fisuración.*

*En esta ponencia se analiza y compendia la información contenida en algunas normativas vigentes (CP-110; ACI-318-83; B.A.E.L. 80; CODIGO MODELO Y EH-82) sobre las características que debe tener el hormigón y sobre la fisuración en piezas de hormigón armado bajo solicitaciones de flexión, para posteriormente tratar de enjuiciar su relación con el fenómeno de corrosión de las armaduras.*

## SUMMARY

*Cracks appears in reinforced concrete structures as something inherent to the material they are composed.*

*Causes of diverse kind advise to control this cracking, considering it can not be prevented. The durability of reinforcements is, till now, the reason that has determined, in most structures, the study and the control of this cracking.*

*In this report, the information contained in certain standards in force (CP-110; ACI-318-83; B.A.E.L. 80; MODEL CODE AND EH-82) about the characteristics the concrete must have and about the cracking in pieces of reinforced concrete under pliability attempts, are analysed and resumed, trying to judge later its connection with the corrosion phenomenon in reinforcements.*

## 1. Introducción

La aparición de fisuras en las estructuras de hormigón armado es algo inherente al material de que están compuestas.

La utilización de armaduras de aceros de alta calidad resistente requiere que el hormigón que las rodea alcance deformaciones importantes superiores a las compatibles con su capacidad resistente a tracción.

Superada esa capacidad el hormigón rompe y se produce la fisuración.

Pretender proyectar una estructura de manera que la máxima deformación del acero no sobrepasare la correspondiente a la de la rotura del hormigón a

tracción, supondría desperdiciar gran parte de la capacidad resistente de las armaduras.

Cuando se desea evitar la fisuración se recurre a soluciones como el hormigón pretensado, que introduce una precompresión previa a la actuación de las cargas exteriores.

El hormigón armado se fisura por diferentes causas, entre las que destacamos:

- Las debidas a la actuación de las cargas exteriores que pueden producir fisuras perpendiculares al eje o plano medio de las piezas, si las solicitaciones son de tracción o flexión. Estas fisuras serán inclinadas si existen solicitaciones de cortante o torsión.

- Las debidas a las deformaciones impuestas a la estructura parcialmente impedidas por su constitución interna o por sus condiciones de apoyo. Estas pueden deberse a la retracción y fluencia del hormigón, a las variaciones de temperatura o a los asentamientos de las cimentaciones.
- Las debidas al asiento del hormigón fresco dentro de los encofrados impedido parcialmente por las armaduras.
- Finalmente las debidas a un conjunto de fenómenos como la corrosión de las armaduras, la acción de las heladas, ataques químicos al hormigón, etc.

Razones de índole diversa aconsejan controlar la fisuración, ya que no puede evitarse, reduciendo el tamaño de las fisuras.

En unos casos es el aspecto externo de la estructura el que sugiere su control. El nivel de exigencia dependerá de que los elementos vayan o no a quedar vistos.

Si la estructura está proyectada para contener líquidos o gases o debe cumplir fuertes requisitos de aislamiento acústico pueden ser éstos los motivos que obliguen a controlar la fisuración.

Sin embargo, es el problema de la durabilidad de las armaduras el que hasta el momento presente más ha condicionado, para la mayor parte de las estructuras, el estudio y control de las fisuras en el hormigón armado.

En el presente artículo se analiza y compendia la información contenida en algunas normativas, actualmente en vigor, sobre la fisuración en estructuras de edificación de hormigón armado, producida por los esfuerzos de flexión bajo la acción de las cargas exteriores, para finalmente tratar de enjuiciar su relación con el fenómeno de corrosión de las armaduras.

## 2. Revisión de la normativa

Las normativas vigentes de diferentes países que se analizarán, son: El Código Inglés CP-110 (1), El Código ACI 318-83 americano (2), las reglas BAEL-80 francesas (3), el Código Modelo del CEP-FIP (4) y la Instrucción Española EH-82 (5).

Además de los aspectos referidos estrictamente a la fisuración, también se comentarán brevemente otras prescripciones relacionadas con la durabilidad de las armaduras.

### 2.1. Definición de los diferentes tipos de ambientes

Como la necesidad de controlar la fisuración, por razones de la durabilidad de las armaduras, guarda

**TABLA 1.—Definiciones de ambientes tipo**

AMBIENTES	DEFINICION
Suave (Tipo I)	Estructuras en interiores con bajos contenidos de humedad *.
	Estructuras en exteriores protegidas.
Moderado (Tipo II)	Estructuras a la intemperie en atmósferas no agresivas.
	Estructuras en interiores con alto contenido en humedad.
	Estructuras en contacto con terrenos.
	Estructuras permanentemente sumergidas en agua **.
Agresivo (Tipo III)***	Estructuras en atmósferas corrosivas (industriales o marinas).
	Estructuras en contacto con ácidos, aguas salinas o aguas muy oxigenadas.
	Estructuras enterradas en suelos corrosivos.

\* El Código Modelo (5) indica el límite del 60 % de humedad relativa en menos de 3 meses al año como límite admisible.

\*\* Las Reglas BAEL 80 (3) incluyen en este tipo de ambiente las estructuras parcialmente sumergidas en agua dulce.

\*\*\* En este ambiente severo, se suelen incluir las estructuras de contención de líquidos y gases, aunque no sean especialmente corrosivos por razón de las exigencias de estanquidad.

estrecha relación con el ambiente que rodea a la estructura, los diferentes códigos establecen distintos tipos de ambientes que, en función del riesgo que entrañan de ataque a las armaduras, pueden agruparse en tres (ver Tabla 1).

En algunos códigos como el CP-110 (1) se especifica un ambiente muy severo en el que las estructuras están parcialmente sumergidas en agua de mar o sufren la acción de las sales del deshielo.

### 2.2. Calidad del hormigón y recubrimientos mínimos

Dado que una buena calidad del hormigón proporciona un buen medio para garantizar la durabilidad de las armaduras, también se recomiendan unos límites mínimos de contenido de cemento por metro cúbico de hormigón, en función del ambiente en que se piense ubicar la estructura.

El Código CP-110 (1) marca unos mínimos según el tipo de ambiente, la relación agua/cemento y el

tamaño máximo de árido. La norma BAEL 80 (3) especifica también unos mínimos dependiendo también del ambiente y tamaño máximo del árido (ver Tabla 2). La Instrucción EH-82 indica de manera genérica una dosificación mínima de  $250 \text{ kg/m}^3$  para hormigones armados.

El código ACI 318-83 (2) limita la relación agua/cemento a un valor máximo de 0,40, en el caso de estructuras expuestas al agua del mar o a la acción de las sales del deshielo, pudiendo admitirse un valor de 0,45 si el recubrimiento se aumenta 1,3 cm respecto al mínimo especificado.

Los diferentes códigos también establecen unos valores mínimos del espesor de recubrimiento (distancia libre entre la armadura y el paramento exterior del hormigón).

La figura 1 resume para las diferentes normativas estudiadas los límites de variación de estos mínimos. Dependen del tipo de ambiente y en algunos casos de la calidad del hormigón o de las armaduras. A título de ejemplo la tabla 3 muestra los requisitos establecidos en el Código Modelo (4).

En las figuras 2, 3 y 4 se representan las curvas de variación de la relación  $c/\phi$  en función del diámetro de las barras  $\phi$  para los distintos tipos de ambientes.

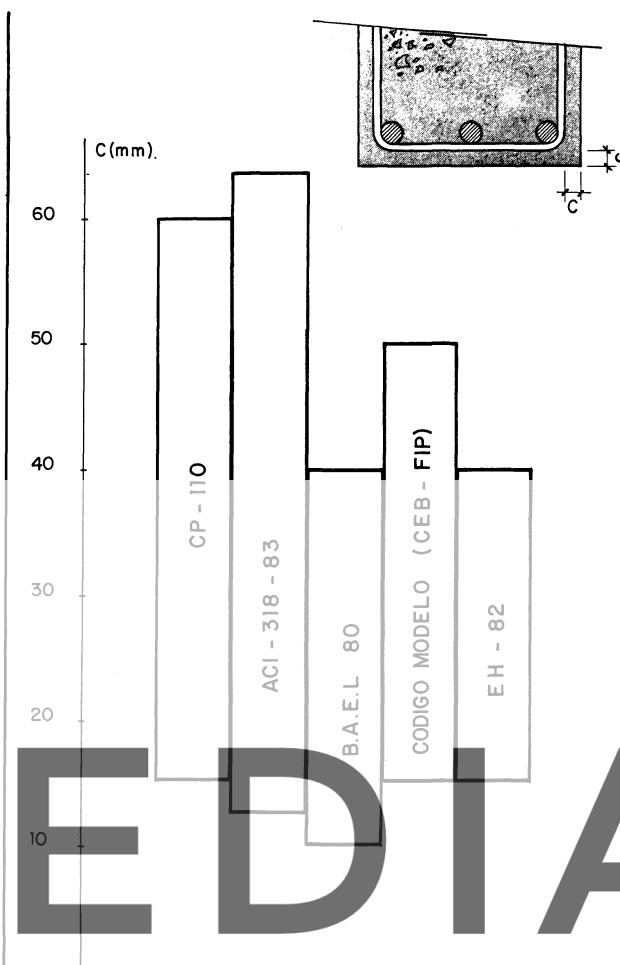


Fig. 1. Límites de la variación de los valores del espesor mínimo de recubrimiento según diferentes códigos.

**TABLA 2.—Dosificación mínima de cemento ( $\text{kg/m}^3$ ) para hormigones con tamaño máximo de árido de 20 mm**

AMBIENTE	CP-110	BAEL 80
I	250 ó 230 si $\text{agua/cem.} \leq 0,65$	—
II	290 ó 260 si $\text{agua/cem.} \leq 0,55$	300
III	360 ó 330 si $\text{agua/cem.} \leq 0,45$	385

### 2.3. Niveles de sensibilidad de las armaduras

A igualdad de calidad de hormigón y recubrimientos no todas las armaduras se comportan igual frente a la corrosión. En este sentido el Código Modelo (4) las agrupa en dos niveles según su mayor o menor sensibilidad frente a este fenómeno. En el primero sitúa, entre otras, las armaduras con diámetros menores de 4 mm y aquéllas que, siendo de acero deformado en frío, están sometidas a una tensión permanente superior a  $4.000 \text{ kp/cm}^2$  (armaduras del hormigón pretensado). Al segundo grupo pertenecen el resto de los tipos.

**TABLA 3.—Recubrimientos mínimos según Código Modelo (4)**

AMBIENTE	RECUBRIMIENTO (mm) C	CORRECCION DEL RECUBRIMIENTO
I	15	+ 5 mm si resist. hormigón $\leq 200 \text{ kp/cm}^2$ .
II	25	— 5 mm si resist. hormigón $\geq 400 \text{ kp/cm}^2$ .
III	35	— 5 mm en losas y láminas. + 10 mm si armaduras sensibles a corrosión. $c \geq 15 \text{ mm}$ y $c \geq \phi$ (diámetro barra).

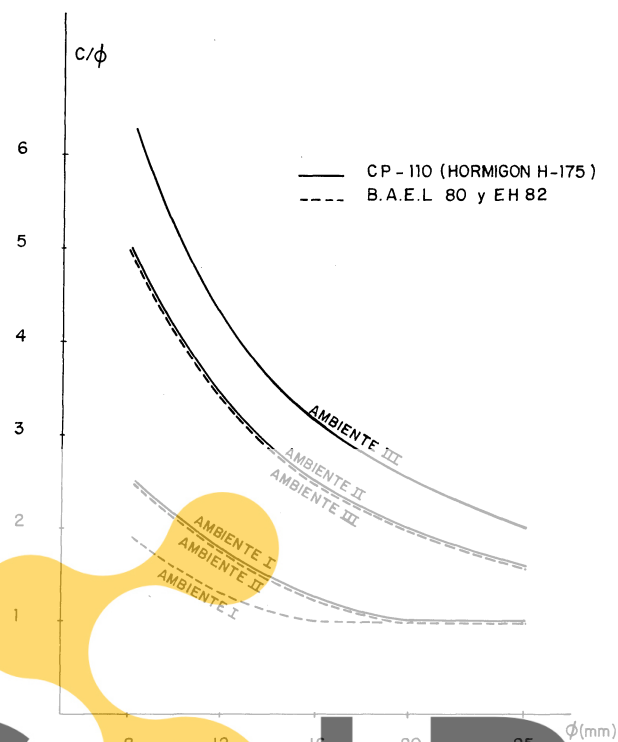


Fig. 2.—Valores mínimos de la relación espesor de recubrimiento/diámetro de la armadura  $C/\phi$  para diferentes ambientes, según CP-110, BAEL-80 y EH-82.

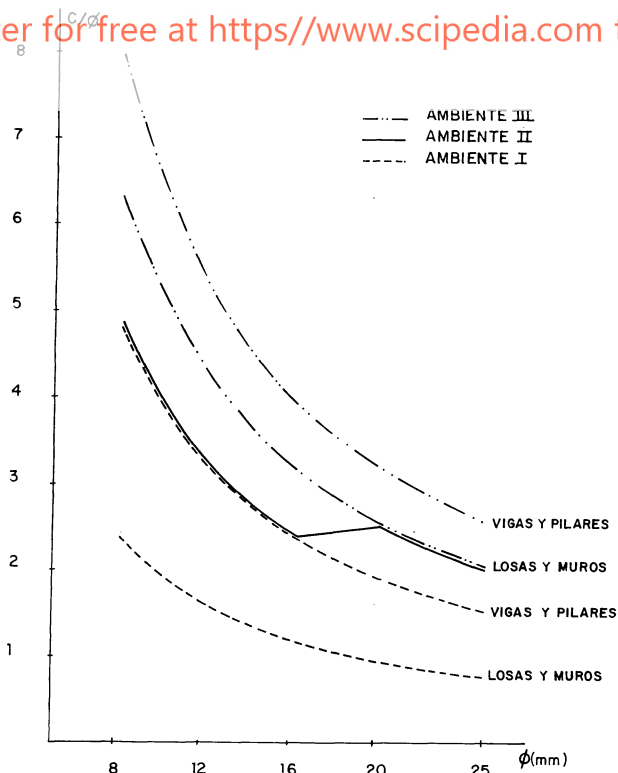


Fig. 3.—Valores mínimos de la relación espesor de recubrimiento/diámetro de la armadura  $C/\phi$  para diferentes ambientes, según ACI 318-83.

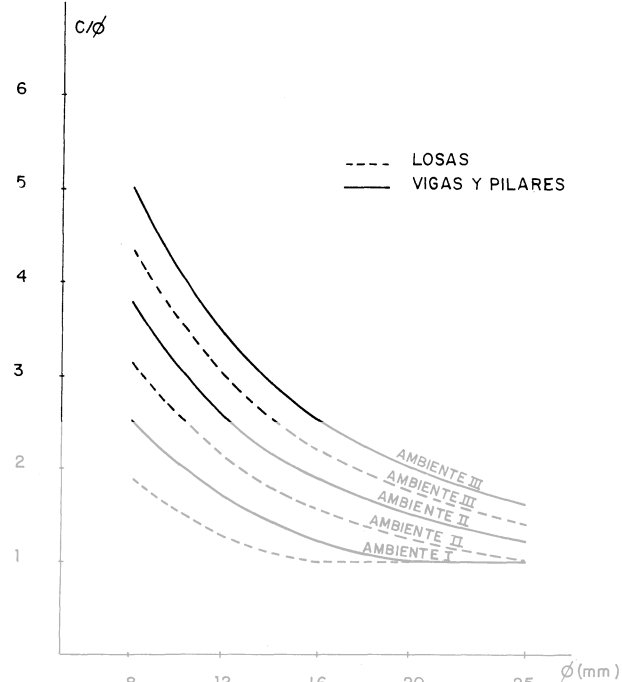


Fig. 4.—Valores mínimos de la relación espesor de recubrimiento/diámetro de la armadura  $C/\phi$  para diferentes ambientes, según el Código Modelo (CEB-FIP).

#### 2.4. Estados límites de fisuración

Los diferentes códigos estudiados plantean la teoría de los estados límites para el proyecto y cálculo de las estructuras de hormigón. Esto conlleva chequear el comportamiento de la estructura y de todos sus elementos frente a una serie de estados límites. Entre los llamados estados límites de utilización está el «estado límite de fisuración controlada o abertura de fisuras», que se define como el estado en el que, bajo las hipótesis de cargas consideradas, la abertura característica  $W_k$  de las fisuras calculadas a un nivel especificado, es igual a un valor límite especificado.

Para el cálculo de la abertura de fisuras se adoptan, en general, coeficientes de seguridad iguales a la unidad. Las combinaciones de acciones que se utilizan se muestran en la Tabla 4 para los diferentes códigos, siendo en cada caso:

G	acciones permanentes
Q	acciones variables
$Q_1$	acción variable básica
$Q_i$ ( $i = 2, 3, \dots$ )	acciones variables de acompañamiento
W	acción variable del viento
N	acción variable de la nieve.

El Código Modelo (4) define el «valor frecuente de una acción» como el producto  $\Psi_1 Q_k$ , siendo  $Q_k$  el valor característico de la acción y  $\Psi_1$  un coeficiente dado en la Tabla 5. Este valor de la acción no se

Register for free at <https://www.scipedia.com> to download the version without the watermark

TABLA 4.—Combinaciones de acciones correspondientes al estado límite de fisuración

CP-110	BAEL 80	ACI-318-83	CODIGO MODELO	EH-82
$G + Q$ $G + W$ $G + 0,8 (Q + W)$	$G + Q + 0,9 (W + N)$ $G + \Psi Q + W + N$ $(\Psi = 0,8-1)$	$G + Q + W$	Poco frecuentes $G + Q_1 + \Sigma Q_i \Psi_{1i}$ Frecuentes $G + \Psi_1 Q_1 + \Sigma Q_i \Psi_{2i}$	$G + Q$ $0,9 (G + Q + W)$

TABLA 5.—Coeficientes para las acciones variables según el Código Modelo (4) y (6)

ACCION VARIABLE	$\Psi_1$	$\Psi_2$
Cargas de uso		
Viviendas	0,4-0,7	0,2-0,4
Oficinas	0,6-0,8	0,3-0,4
Comercios	0,6-0,9	0,3-0,4
Aparcamientos	0,7	0,6
Viento, nieve	0,2	0

escoge según su probabilidad de acaecimiento sino según su frecuencia o duración. En el caso de los edificios puede adoptarse aquel valor que no será sobrepasado en más de un 5 % de la vida prevista de la estructura o aquel que podrá alcanzarse  $100 \cdot 10^3$  veces durante dicha vida.

Define también el «valor cuasi-permanente de una acción» como el producto  $\Psi_2 Q_k$ , siendo  $\Psi_2$  un coeficiente dado en la Tabla 5. Este valor puede corresponder de manera aproximada al valor medio de la acción en el transcurso del tiempo.

La abertura de fisura  $W_k$  calculada bajo las combinaciones de acciones indicadas se compara con unos valores límites. Algunos códigos los establecen (Tabla 6); otros, sin embargo, como las reglas BAEL-80 (3) y en parte la propia Instrucción Española EH-82 (5), no plantean de manera explícita estos valores.

Los valores menos restrictivos de la abertura límite de las fisuras oscilan entre 0,3 y 0,41 mm y suelen venir determinados por razones de apariencia o aspecto de la estructura, más que por razones de durabilidad de las armaduras.

Las fisuras cuya abertura se controla son perpendiculares a las armaduras traccionadas. Nada hay especificado sobre la abertura de fisura paralela a las armaduras.

## 2.5. Cálculo del valor característico de la abertura de fisuras

El valor característico de la abertura de fisura se define como el valor de la abertura límite en los aspectos relacionados con la durabilidad de las armaduras y la fisuración, se analiza la información referida al cálculo de la abertura de fisura en piezas sometidas a flexión bajo la actuación de las cargas exteriores.

TABLA 6.—Abertura límite de fisuras (mm)

TIPO DE AMBIENTE	CP-110*	ACI 318-83**	CODIGO MODELO***		EH-82
			COMBINACION DE ACCIONES		
			POCO FRECUENTES	FRECUENTES	
I	0,3	0,41		0,4	0,3
II	0,3	0,33		0,2	0,2
III	0,004C		0,2	0,1	0,1

\* 0,3 mm es el valor genérico de abertura de fisura en cualquier punto de la superficie del hormigón. Sin embargo el valor 0,004C (siendo C el recubrimiento) se reserva para ambientes agresivos y se refiere a la abertura en la superficie del hormigón próxima a la armadura traccionada.

\*\* El Código ACI 318-83 no facilita valores de la abertura límite en ambientes agresivos. Sin embargo ACI 224R-80 (7) proporciona límites de 0,18 mm cuando pueda haber sales de deshielo, 0,15 mm para estructuras parcialmente sumergidas en agua de mar y 0,10 mm para estructuras de contención de aguas.

\*\*\* El Código Modelo establece el valor de la abertura límite en la superficie del hormigón próxima a la armadura (ver 2.5). Este valor puede multiplicarse por el factor  $c/c_{\min} \geq 1,5$  ( $c$ : recubrimiento adoptado;  $c_{\min}$ : recubrimiento mínimo prescrito). Las limitaciones indicadas en la tabla corresponden al caso de armaduras poco sensibles a la corrosión incrementándose éstas cuando se usan armaduras muy sensibles.



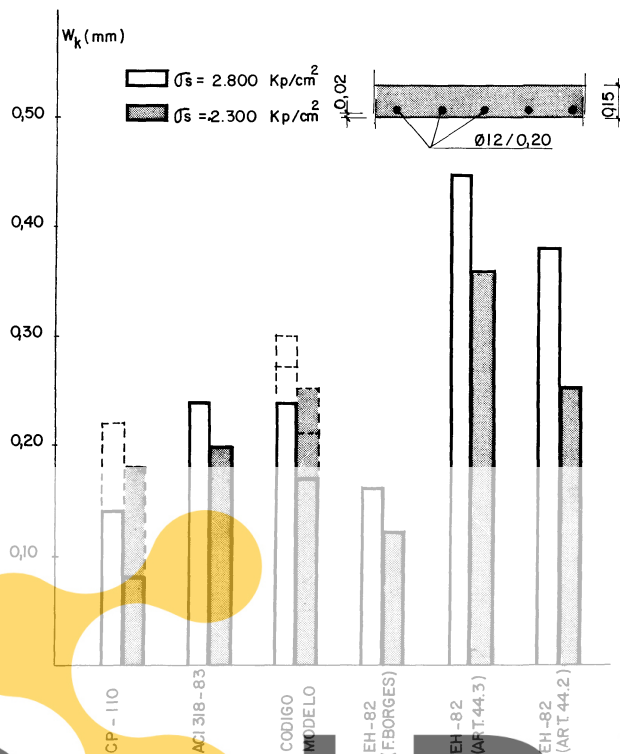


Fig. 5.—Valor de la abertura de fisura  $W_k$  para la losa de la figura, según diferentes códigos.

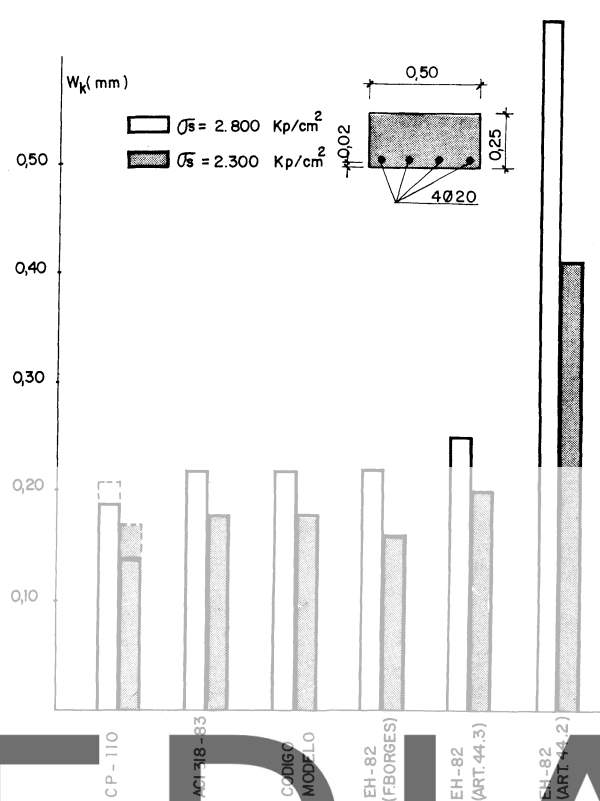


Fig. 7.—Valor de la abertura de fisura  $W_k$  para la viga de la figura, según diferentes códigos.

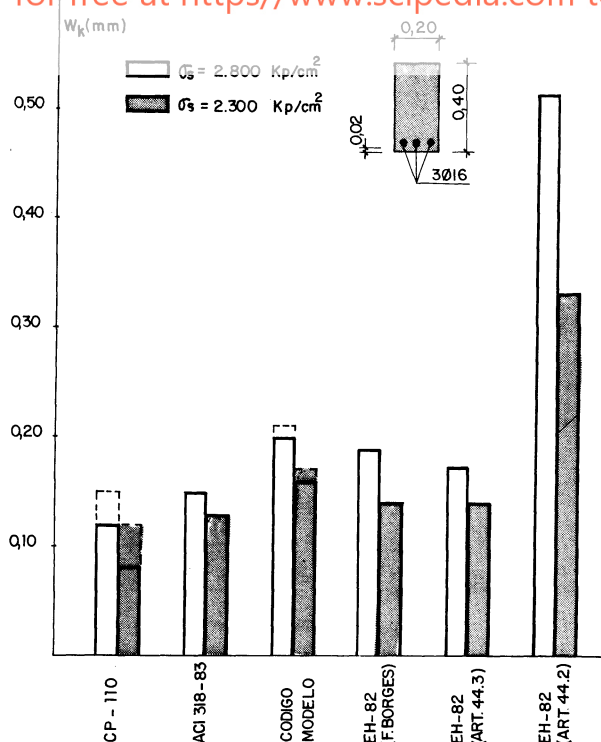


Fig. 6.—Valor de la abertura de fisura  $W_k$  para la viga de la figura, según diferentes códigos.

Las figuras 5, 6 y 7 muestran los valores del ancho de fisura obtenidos con los diferentes códigos. Se han escogido tres tipos estructurales (una losa maciza, una viga de canto y una viga plana) con el fin de mostrar ejemplos diferentes que cubren los casos más usuales en la edificación. Cada uno se ha estudiado por dos tensiones en servicio del acero (2.800 y 2.300  $\text{kp/cm}^2$ ) que corresponde aproximadamente a los aceros AEH-500 y AEH-400.

La dispersión de resultados obtenidos en el caso de la losa maciza (Fig. 5) es bien patente, siendo menor en las vigas estudiadas si se exceptúa el valor calculado según la EH-82 (art. 44.2). Estas dispersiones aparecen también en la bibliografía consultada (8).

Tanto el Código CP-110 como el Código Modelo tienen en cuenta la colaboración del hormigón traccionado entre fisuras. Este efecto puede desaparecer cuando actúan cargas cíclicas o de larga duración. En las figuras 5, 6 y 7 se representan a trazos los valores de la abertura de fisura cuando se prescinde de este efecto favorable.

Los cálculos según la EH-82 (art. 44.2 y 44.3) se han llevado a cabo considerando la expresión:

$$K = \frac{E_s W_k}{2,8}$$

que relaciona la constante  $K$  con la abertura de fisura y el módulo de elasticidad del acero.

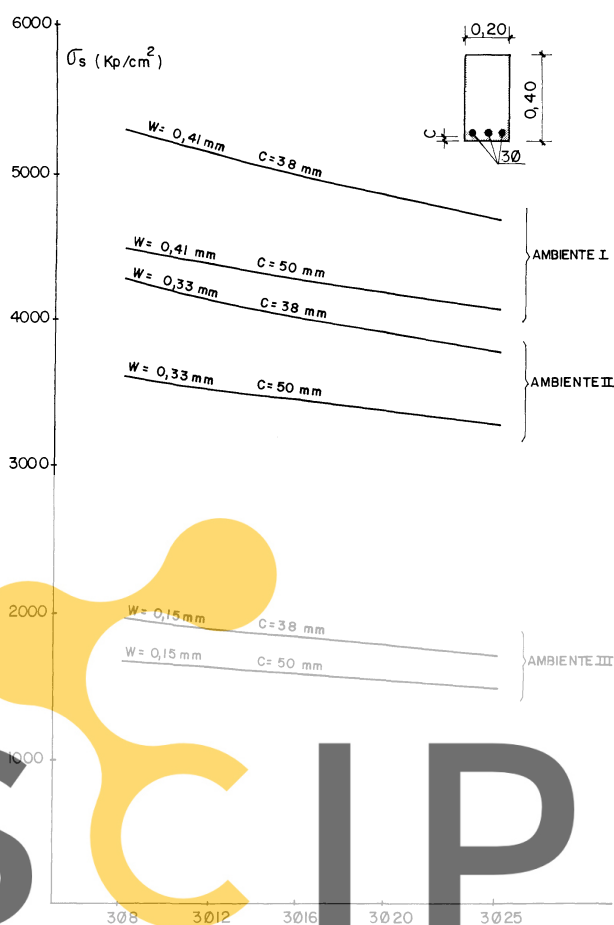


Fig. 8.—Tensión  $\sigma_s$  de las armaduras de la viga de la figura en función de su armado, del espesor de recubrimiento  $C$  y de la abertura de fisura, según el Código Modelo CEB-FIB.

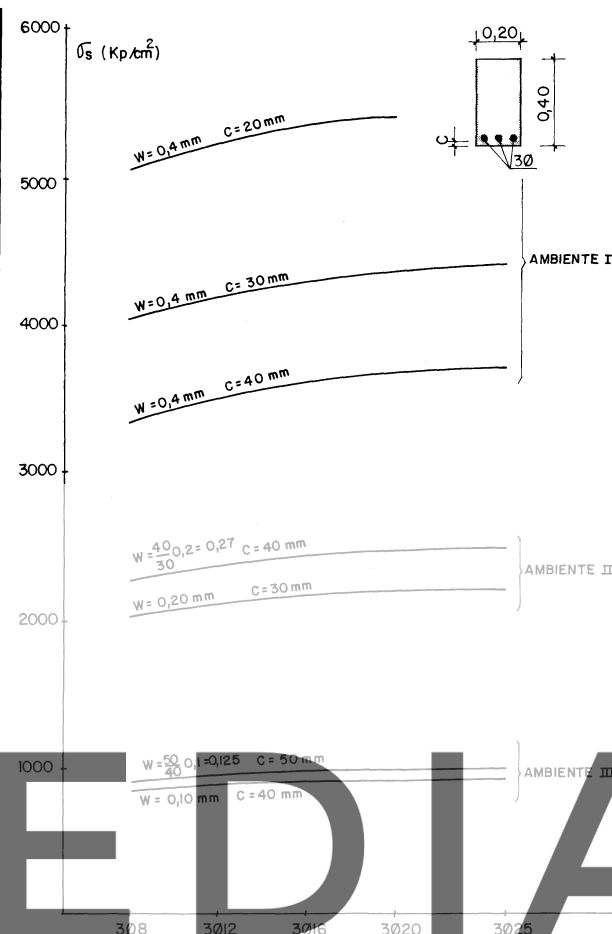


Fig. 9.—Tensión  $\sigma_s$  de las armaduras de la viga de la figura en función de su armado, del espesor de recubrimiento y de la abertura de fisura, según el Código Modelo CEB-FIB.

La limitación de la abertura máxima de fisura implica una limitación de la tensión de servicio en las armaduras. Para poder cumplir este requisito es preciso, en ciertos casos, incrementar la cantidad de acero decidida previamente por el cálculo en rotura.

Con el fin de poder analizar la variación de dicha tensión para diferentes ambientes (diferente recubrimiento y ancho de fisura) en función del tipo de armado, se ha estudiado el caso de una viga de ancho 0,20 m y canto 0,40 m con tres redondos. Los resultados quedan reflejados en las figuras 8, 9, 10 y 11 para los diferentes códigos. Las expresiones que facilitan el valor de la tensión de la armadura se exponen en el anejo n.º 1.

Las variables que influyen en el valor de la tensión en las armaduras son la abertura de fisura, el recubrimiento y el armado de la pieza (cuantía, diámetro y disposición de las armaduras). A mayor ancho de fisura permitida, obtenemos mayor tensión en el acero. Sin embargo, espesores de recubrimiento mayores conllevan tensiones menores en las barras. En el armado de las vigas se superponen aspectos con incidencia contrapuesta, ya que, si bien el incremento de cuantía supone un incremento de tensión en el acero, ocurre lo contrario con el aumento del diámetro de las barras.

Por ello se ha realizado otro estudio complementario donde fijado un recubrimiento de 30 mm se obtiene la variación de la tensión en las armaduras, en función de su diámetro, para diferentes cuantías y ambientes. Los resultados, calculados según la EH-82, se muestran en las figuras 12, 13 y 14. En ellas se han superpuesto las rectas horizontales que indican los máximos valores de las tensiones en servicio para los aceros AEH 600, 500 y 400. Los puntos de las curvas situados por debajo de estas rectas indican la imposibilidad de aprovechar al máximo la capacidad resistente del acero por causa de la fisuración del hormigón.

Para terminar este apartado se ha estimado de interés completar la información expuesta con algunos ejemplos aplicando el Código Modelo. Ante la dificultad de obtener curvas de variación de la tensión para cuantías fijas de armaduras se ha optado por estudiar el caso particular de una viga de canto, con un ancho de 0,25 m, armada con diferentes tamaños y número de redondos (Tabla 7) para una estructura ubicada en un ambiente tipo II. Los valores entre paréntesis corresponden a la tensión calculada según la EH-82 (art. 44.3) para un recubrimiento de 30 mm que pueden compararse con las otras parejas de valores que han sido calculados

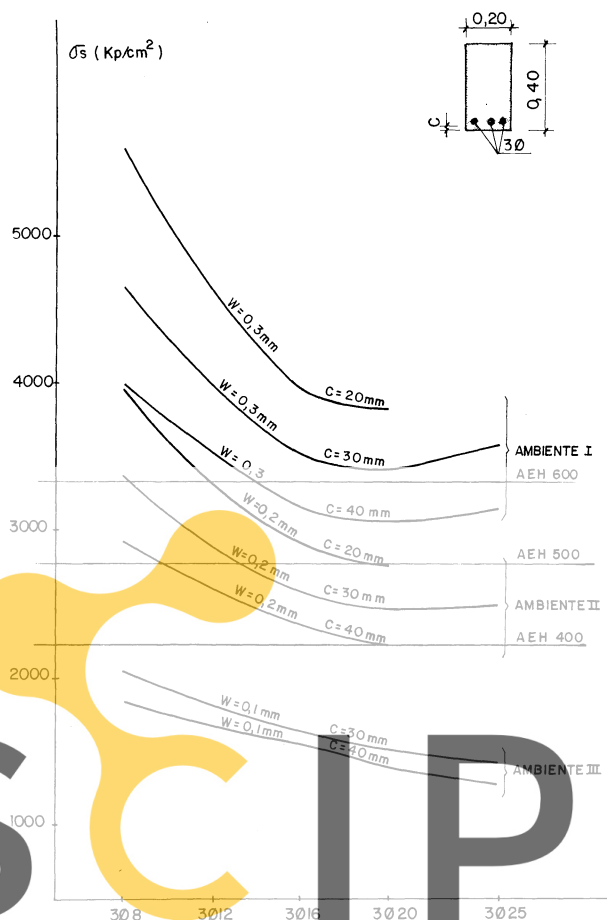


Fig. 10.—Tensión  $\sigma_s$  de las armaduras de la viga de la figura en función de su armado, del espesor de recubrimiento y del ambiente (EH-82).

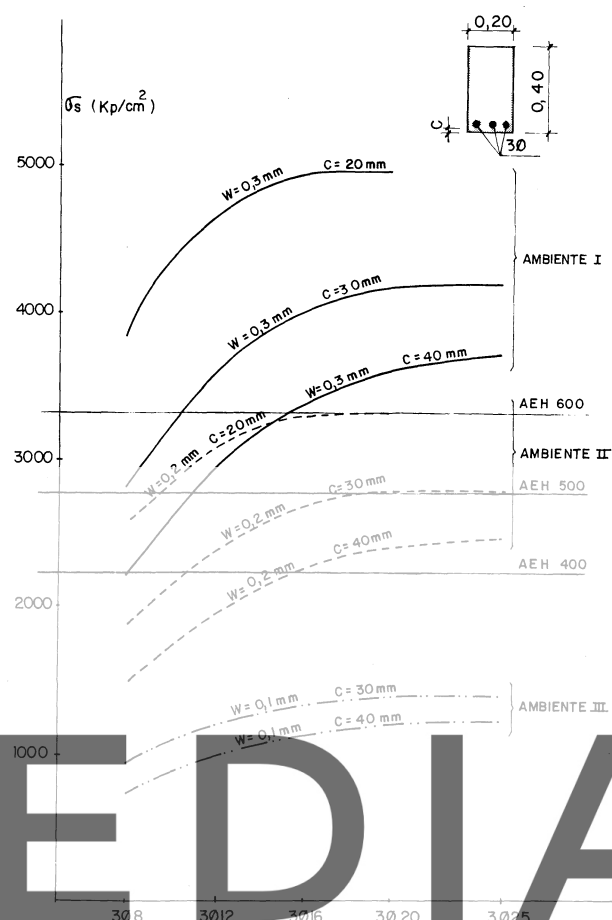


Fig. 11.—Tensión  $\sigma_s$  de las armaduras de la viga de la figura en función de su armado, del espesor de recubrimiento y del ambiente (EH-82).

**TABLA 7.—Valores de la tensión (kp/cm<sup>2</sup>) de las armaduras de una viga de ancho 0,25 m situada en un ambiente II según el Código Modelo y EH-82 (44.3)**

C = 30 W = 0,2			3Ø8 1777 (1529) 2070	4Ø8 2071 (1983) 2364	5Ø8 2300 (2413) 2584
C = 45 W = 0,3					
C = 30 W = 0,2	2Ø12	1465 (1396) 1777	3Ø12 1866 (1982) 2192	4Ø12 2161 (2508) 2482	5Ø12 2388 (2986) 2697
C = 45 W = 0,3					
C = 30 W = 0,2	2Ø16	1510 (1637) 1843	3Ø16 1914 (2259) 2259	4Ø16 2209 (2787) 2546	
C = 45 W = 0,3					
C = 30 W = 0,2	2Ø20	1538 (1792) 1885	3Ø20 1944 (2402) 2301	4Ø20 2239 (2984) 2586	
C = 45 W = 0,3					
C = 30 W = 0,2	2Ø25	1562 (1896) 1921	3Ø25 1970 (2456) 2335		
C = 45 W = 0,3					



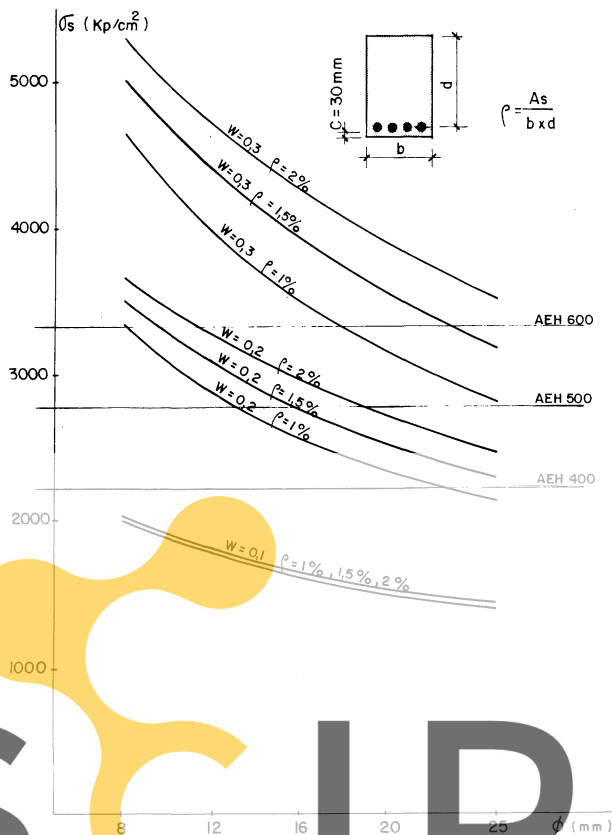


Fig. 12.—Variación de la tensión  $\sigma_s$  en las armaduras en función del diámetro, de las barras para diferentes ambientes y cuantías, según F. BORGES (EH-82).

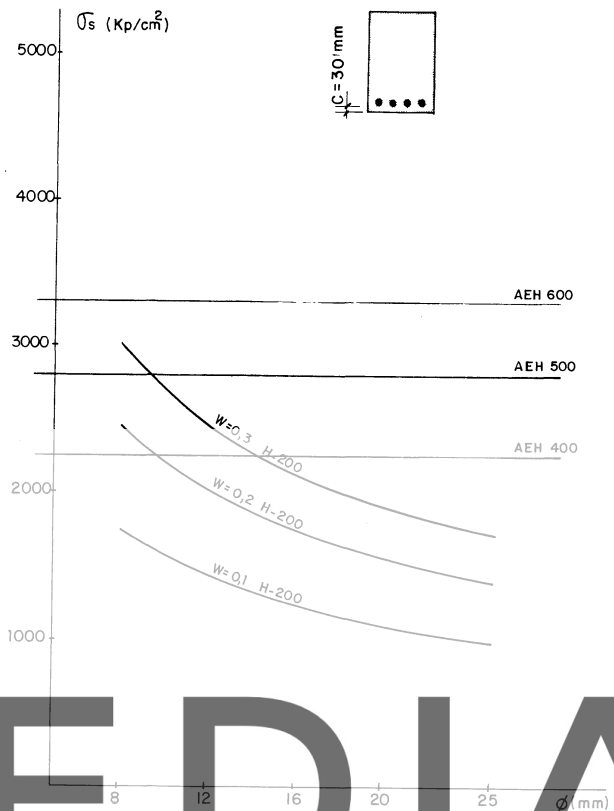


Fig. 13.—Variación de la tensión  $\sigma_s$  en las armaduras en función del diámetro, de las barras para un hormigón H-200, según EH-82 (Art. 44.2).

Register for free at <https://www.scipedia.com> to download the version without the watermark

según el Código Modelo, el primero para el recubrimiento mínimo y el segundo para un recubrimiento un cincuenta por ciento mayor, lo que permite un ancho de fisura de 0,3 mm en lugar de 0,2 mm. Puede observarse que, a igualdad de cantidad de armadura ( $3\phi 20 \sim 2\phi 25$ ), la tensión en el acero es menor cuanto mayor es el diámetro de las barras, siendo por otra parte la cuantía un factor de influencia decisiva.

### 3. Relación entre la fisuración y la corrosión de las armaduras

#### 3.1. Características del proceso de corrosión de las armaduras

El hormigón es un magnífico protector para el acero de las armaduras debido tanto a sus características químicas (elevada alcalinidad) como a que es una barrera física entre el medio ambiente y el acero. La existencia de fisuras permite el acceso directo del medio hasta la misma armadura, por lo que sólo le queda al hormigón su carácter alcalino para intentar contrarrestar la natural tendencia del acero a oxidarse.

Si el hormigón es compacto, el acero permanece estable (pasivo) indefinidamente. Dos son las causas principales del desencadenamiento de un proceso de corrosión en las armaduras: la neutralización

o carbonatación del hormigón y la presencia de cloruros en la superficie de los redondos.

La primera de las causas mencionadas implica una reacción de los elementos alcalinos del cemento solubles en agua con las sustancias ácidas del medio ambiente ( $\text{CO}_2$  y  $\text{SO}_2$  principalmente). Esta reacción lleva a que los elementos alcalinos del líquido encerrado en los poros del hormigón se neutralicen para dar sales más agua, y el pH evolucione desde valores de alrededor de 13 a otros cercanos a la neutralidad ( $\text{pH} \sim 7-8$ ). En estas circunstancias el acero se corroe libremente, al igual que lo hace en agua de similares características, generando una serie de óxidos expansivos que empujan al hormigón del recubrimiento hasta fisurarlo en la mayoría de las ocasiones. Esta neutralización (carbonatación cuando la sustancia ácida es el  $\text{CO}_2$  atmosférico), progresa desde la superficie exterior del hormigón hacia el interior, con una cinética que en general es proporcional a la raíz cuadrada del tiempo (9) (10):

$$x = A \sqrt{t}$$

$x$  = espesor carbonatado.  $A$  = cte. dependiente del medio y de las características del hormigón.

$t$  = tiempo.

Cuando existen fisuras, esta reacción se produce también en los labios de las mismas como se ha

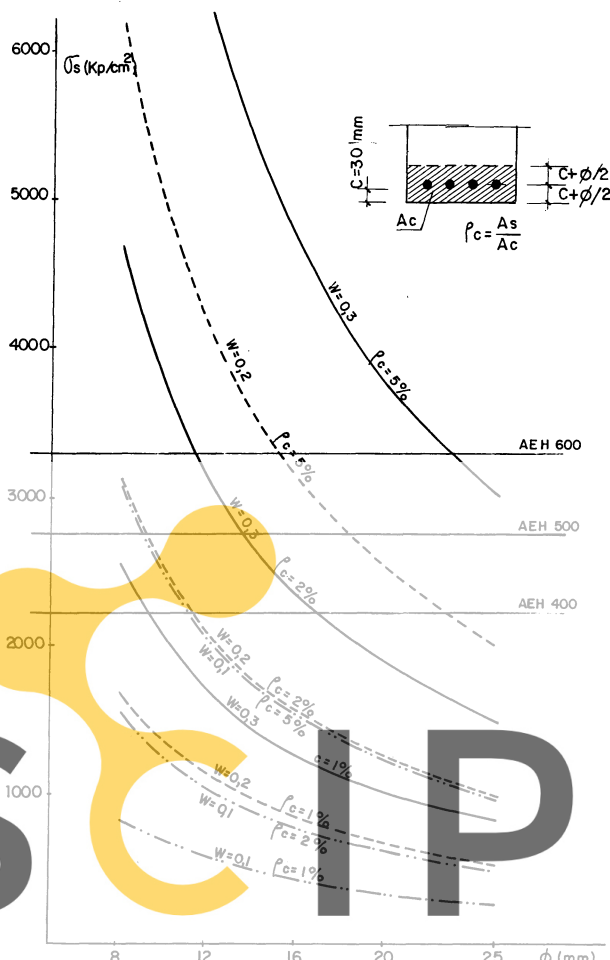


Fig. 14.—Variación de la tensión de despasivación en las armaduras en función del diámetro de las barras para diferentes ambientes y cuantías, según EH-82 (Art. 44.3).

esquematizado en la figura 15. Mientras el frente general de avance de la carbonatación puede estar muy lejos de la armadura, en las zonas de las fisuras, se genera una pequeña área donde el hormigón está neutro. En esta zona el acero se comienza a oxidar, actuando de ánodo frente al resto de la armadura que permanece inalterada y que actuará de cátodo. A igualdad del resto de las variables cuanto menor es la relación ánodo/cátodo, mayor velocidad de corrosión se produce.

Los óxidos que se generan pueden simplemente obturar la fisura, en especial si ésta es estrecha, y el proceso de corrosión se detiene, o bien pueden generarse de tal forma que empujen al hormigón y amplíen la anchura de la fisura, multiplicando los daños progresivamente.

La carbonatación se produce a la máxima velocidad cuando los poros del hormigón tienen un contenido en humedad intermedio, es decir, ni completamente secos ni completamente saturados de agua. Como la reacción de neutralización sólo se produce en medio líquido, si los poros están totalmente secos el  $\text{CO}_2$  gas no puede reaccionar con el hidróxido cálcico sólido, y no hay carbonatación. En el caso

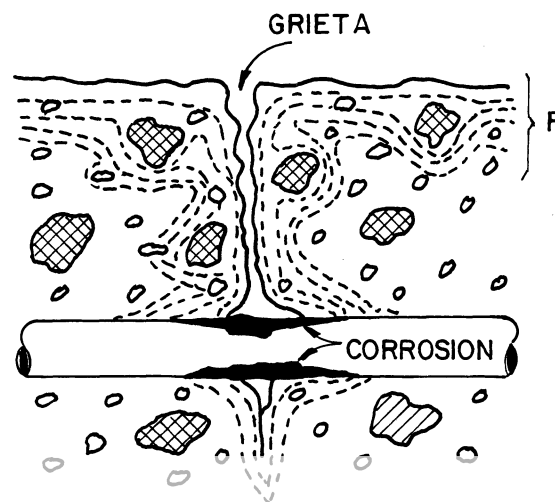


Fig. 15-A.—Esquema del avance de frente de carbonatación (o despasivación) en la zona de una grieta. F = Frentes sucesivos de carbonatación.

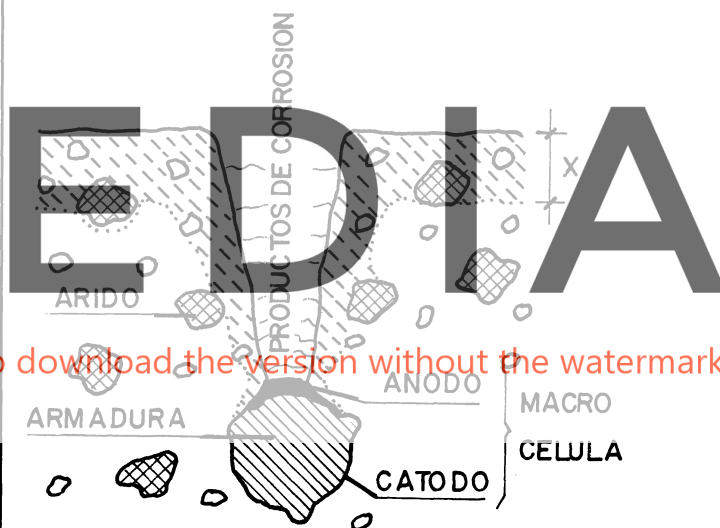


Fig. 15-B.—Modelo de formación de macropilas y corrosión de armadura en una grieta del hormigón. X = es la capa carbonatada.

contrario, cuando los poros del hormigón están completamente saturados de agua, el  $\text{CO}_2$  gas debe difundir a través del líquido para reaccionar con el hidróxido cálcico y esta difusión es lenta. La carbonatación más rápida se produce cuando los poros del hormigón tienen absorbida agua en su superficie, pero no tanta para que los rellene del todo, así el  $\text{CO}_2$  penetra con facilidad y encuentra el vehículo líquido para reaccionar. Esta humedad media suele corresponder a humedades en la atmósfera del 50 al 90 %, tal y como se muestra en la parte inferior de la figura 16. En esta figura también se muestra la influencia que ejerce en la carbonatación la proporción de cemento por  $\text{m}^3$  de hormigón y la relación a/c.

Por otro lado también el proceso de corrosión necesita una cantidad de humedad determinada para que se produzca a una velocidad apreciable. Esta humedad óptima para el máximo de velocidad de corrosión

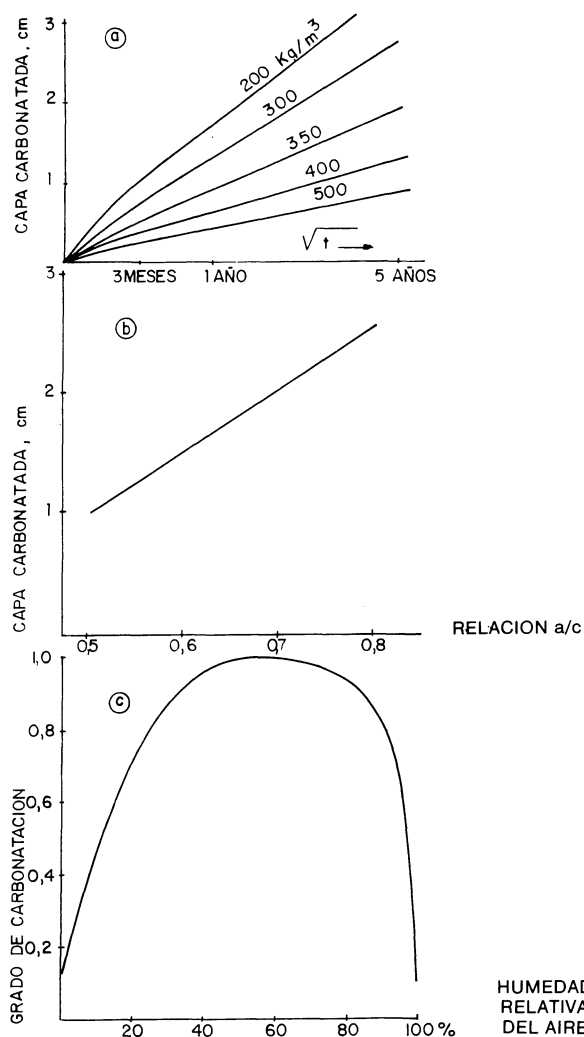


Fig. 16.—Carbonatación de la capa superficial de hormigón.

está en el 90-100 % HR. En un hormigón seco no es posible la corrosión y en uno completamente sumergido se produce muy lentamente al tener que difundir el oxígeno a través del agua para llegar a la armadura. Ciclos de humedad en la atmósfera del 50 % al 100 % son las condiciones óptimas para que se produzcan los ciclos de carbonatación-corrosión.

Similar modelo se puede aplicar al caso en que sean los cloruros la causa de la corrosión. Si existen fisuras, estos iones llegan inmediatamente a la armadura, mientras que en ausencia de las mismas tardarían meses o años en atravesar el hormigón del recubrimiento. La única diferencia es que los cloruros son sustancias sólidas que necesitan un vehículo líquido para penetrar en el hormigón. Alternancias de mojado-seco producen la acumulación progresiva de estos iones cerca del acero, pudiendo dar lugar a destrucciones del hormigón espectacularmente rápidas.

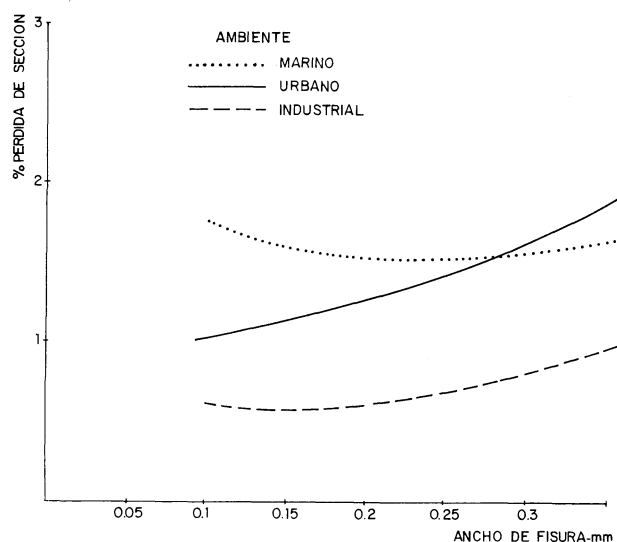


Fig. 17.—% pérdida de sección de una barra Ø8 con un espesor de recubrimiento de 25 mm, después de 10 años de permanencia en diferentes ambientes.

### 3.2. Relación entre la anchura de las fisuras y la corrosión

Dado que el hormigón armado es un material que se fisura cuando trabaja, la cuestión planteada está en cuál es la frontera o el límite de anchura de fisura que no provoca una aceleración apreciable del proceso corrosivo.

En todo caso parece muy importante tratar de determinar, si conocida una anchura de fisura y el número de ellas se puede cuantificar, cuánto puede disminuir la vida útil de la estructura. También es una cuestión de interés poder saber a priori, si es mejor para la durabilidad muchas fisuras de pequeño grosor que menor número pero de mayor anchura y, finalmente, si son más peligrosas las fisuras longitudinales que las transversales.

El trabajo experimental más amplio, sistemático y reciente sobre la relación entre la corrosión y la fisuración, ha sido el realizado en la Universidad Técnica de Munich (9), (11), y ha consistido en ensayar vigas en tres ambientes: urbano, industrial y marino, con anchura de fisuras desde 0,1 hasta 0,4 mm. Además han estudiado la influencia del espesor de recubrimiento (2,5 y 3,5 cm) y el estado superficial del acero (liso y corrugado). Estas vigas se rompieron y examinaron a los 1, 2, 4 y 10 años. En los resultados de dos años no había corrosión en las fisuras de 0,1 mm, mientras que a partir de 0,25 mm todas las fisuras habían permitido el ataque directo. Sin embargo los resultados de 10 años (Fig 17) indicaron que ya no había ninguna relación entre el ancho de fisura y la disminución de la sección del acero.

Estos autores (Rehm, Moll, Martin y principalmente Schiessl) concluyeron que considerando que la vida

útil de la estructura puede ser definida por la expresión:

$$\text{vida útil} \leq t_0 + t$$

$t_0$  = tiempo de iniciación de la corrosión. Desde la construcción hasta el comienzo del ataque.

$t$  = desde el comienzo de la corrosión hasta que el daño es inaceptable desde el punto de vista de la seguridad

las anchuras de fisura consideradas tenían una leve influencia en  $t_0$ , pero ninguna en  $t$ , ya que una vez iniciada la corrosión, mientras las condiciones de servicio no cambien y la fisura no se autoobture con sus propios productos de corrosión, la velocidad de ataque del acero se mantiene constante a lo largo del tiempo. En el total de la vida útil prevista (20 a 50 años)  $t_0$  resulta un período muy corto y por lo tanto, prácticamente despreciable.

Otro trabajo experimental muy amplio se está llevando a cabo en Inglaterra, donde diversas empresas privadas en colaboración con universidades y promovido por el Departamento de la Energía, están llevando a cabo un programa de investigación llamado «Concrete in the Oceans» motivado por la necesidad de construir plataformas de extracción de petróleo en el Mar del Norte. Los proyectos relacionados con la influencia de la fisuración del hormigón están todavía en desarrollo, pero ha sido muy importante el estudio bibliográfico inicial realizado por A. Beeby (12), (13), y que ha tenido una gran repercusión en el cambio de determinados presupuestos aparentemente lógicos.

Las conclusiones más importantes mostradas por Beeby después de un amplio estudio de la bibliografía y experimentación existente, en cuanto a corrosión y durabilidad, son las siguientes:

- 1.º No se encuentra una relación ni biunívoca, ni proporcional entre anchuras de fisura entre 0,05 mm y 1,5 mm y la corrosión observada sobre armaduras. Muchas fisuras se autocolmatan y la corrosión no progresa.
- 2.º Hay parámetros como la proporción de cemento por m<sup>3</sup> de hormigón, el espesor del recubrimiento o la relación espesor/diámetro de los redondos que resultan en ocasiones mucho más determinantes que la anchura de las fisuras.
- 3.º Las anchuras de fisura medidas sobre la superficie pueden ser muy distintas de la abertura real en contacto con la armadura.
- 4.º Finalmente, sugiere que más que diseñar para no sobrepasar un determinado ancho de fisura es necesario proyectar para conseguir un hormigón que no se colapse o fisure más, debido a los óxidos expansivos que puedan generarse. Insiste

especialmente en la importancia de definir calidades del hormigón y clasificación de los ambientes en cuanto a corrosividad, como más lógico que tratar de controlar la anchura de las fisuras.

Todo ello referido a fisuras transversales a las armaduras, porque son muy escasos los ensayos realizados con fisuras longitudinales. Los más recientes y que aún no han comunicado resultados definitivos son los realizados por Wilkins (14) y Leeming (15) en relación con el proyecto «Concrete in the Oceans», por lo tanto en relación al ataque por cloruros. Ambos trabajos coinciden en que los daños son mucho más intensos y aparecen antes en el caso de fisuras longitudinales de cualquier anchura a partir de 0,1 mm.

En España, la Cátedra de Construcción en colaboración con la de Materiales de la Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Valencia, han comenzado un proyecto con el asesoramiento del Instituto Eduardo Torroja, en el que se han fabricado vigas de 20 × 20 × 200 cm, que se han cargado hasta obtener fisuras de 0,1, 0,3 y 0,6 mm, que se riegan periódicamente con agua de mar y con agua dulce. Los resultados iniciales son consistentes hasta el momento, con lo ya expuesto.

#### 4. Discusión

##### 4.1. Cálculo de la abertura de fisura

El cálculo de la abertura de fisura se realiza para una serie de combinaciones de acciones definidas en cada código y han sido resumidas en la Tabla 4. Merece ser destacado el planteamiento del Código Modelo, que define la combinación de acciones frecuentes, en donde se combinan las acciones permanentes con el valor frecuente de la acción variable básica y el valor cuasi-permanente de las acciones variables de acompañamiento. Esto supone, a tenor de los valores contenidos en el código citado y en las Reglas Unificadas (6), combinar las acciones permanentes con sólo una fracción del valor característico de las acciones variables (40-90 % según tipo de uso del edificio) que proporciona resultados inferiores a los obtenidos por otros códigos, como la EH-82, que considera el 100 % del valor característico de las cargas variables (art. 32. 2.º. Hipótesis 1).

Parece adecuado, de cara al cálculo de la abertura de fisura, tomar valores para las acciones variables inferiores al valor característico. El problema estriba en definir ese valor frecuente de una acción variable ya que el propio Código Modelo entra en conflicto con las Reglas Unificadas facilitando valores diferentes.

Las fórmulas que permiten calcular la abertura característica de fisura en la superficie del

hormigón son distintas en cada código. Proporcionan, en general, un valor convencional de la abertura de fisura que no garantiza en absoluto el que no puedan encontrarse fisuras reales en las piezas mayores que las calculadas.

Estas fórmulas han sido elaboradas de forma diversa. Por ejemplo, la fórmula contenida en el código ACI 318-83 fue obtenida por Gergeley y Lutz (17) a partir del tratamiento estadístico de la información obtenida de seis investigadores. Los propios autores comentan la dificultad del tratamiento de la información a causa de la diferencia de tipos de ensayos llevados a cabo por cada investigador, de la manera distinta de reseñar los anchos de fisura (valores medios o máximos...) y de las diferencias debidas a multitud de variables que influyen en los resultados y que no han sido tenidas en cuenta.

En el caso del Código CP-110 la fórmula ha sido propuesta por Beeby (18) a partir de ensayos realizados por él mismo en losas. Quizás sea por haber ensayado losas por lo que distingue entre el cálculo del ancho de fisura en la superficie del hormigón cercana a la armadura o en el punto más alejado de ella (situación más desfavorable) ya que es en las losas en donde puede llegar a haber separación significativa entre armaduras y no tanto en el caso de vigas.

En todas las fórmulas la tensión en el acero es el parámetro dominante en el cálculo de la abertura de fisura, existiendo en muchos casos una relación proporcional de manera que a tensión doble en las armaduras corresponde doble anchura de fisura (ver anejo 1). En algunos códigos éste es prácticamente el único parámetro (BAEL 80), por lo que más que limitar la abertura máxima de fisura limitan directamente el máximo valor de la tensión de las armaduras.

El espesor de recubrimiento de la armadura también influye en el cálculo de la abertura de fisura, de manera que a mayor recubrimiento corresponde mayor abertura de fisura en la superficie del hormigón. Sin embargo, eso no supone necesariamente que el ancho de fisura en la superficie de la armadura sea diferente siempre que la tensión en ésta sea la misma (19). Ahora bien, variaciones en el espesor de recubrimiento pueden conllevar variaciones apreciables del canto útil de la sección de hormigón, al menos en piezas de canto pequeño, y ello afectar a la tensión en la armadura o al cálculo en rotura previamente realizado.

Si la variable significativa desde el punto de vista de la corrosión es la abertura de fisura en la superficie de la armadura, pero en realidad se controla en la superficie del hormigón, esta limitación debería ir íntimamente asociada al recubrimiento adoptado. Así, se considera acertado el criterio

escogido en el Código CP 110 para ambientes agresivos ( $W \leq 0,004 C$ ) o el del Código Modelo

$$(W = W_{\min} \cdot \frac{C}{C_{\min}} \text{ con } \frac{C}{C_{\min}} \geq 1,5) \text{ y no los}$$

actualmente contemplados en la EH-82 que indirectamente priman el hecho de escoger recubrimientos menores para poder cumplir las limitaciones del ancho de fisura en la superficie del hormigón.

La cuantía de armadura incide también en el valor calculado del ancho de fisura, aunque se define de manera diversa pues en unos casos se refiere a la sección útil del hormigón (F. Borges) y en otros al área cobaricéntrica (EH-82 - Art. 44.3) o al área eficaz (Código Modelo). Sería de gran utilidad práctica el poder formular la incidencia de la cuantía referida a la sección total de hormigón, siendo así un parámetro de más fácil interpretación geométrica.

#### 4.2. Valores límites de la abertura de fisura

Los valores límites del ancho de fisura suelen venir fijados por razones estéticas, por necesidad de lograr una suficiente estanquidad en estructuras para depósitos o como medida de protección de las armaduras.

Existen pocos estudios recogidos en la bibliografía que hayan intentado definir el ancho de fisura máximo desde el punto de vista puramente estético de acabado. Díaz Padilla y Robles (16) intentaron relacionar las fisuras en la cara inferior de unas losas de hormigón enlucidas con yeso, con la respuesta de las personas que vivían en «Loma Hermosa (Méjico)». Sólo pudieron dividir los anchos de fisuras observados en dos grupos a tenor de la reacción del vecindario: los inferiores a 0,05 mm y los comprendidos entre 0,05 y 0,25 mm (no tenían fisuras superiores a 0,25 mm). Estos últimos provocaban una reacción en las personas entrevistadas un 23 % más que los primeros. Los autores comentan que al igual que no encontraron diferencia de reacción entre fisuras de entre 0,05 y 0,25 mm de ancho, probablemente la reacción tampoco hubiera sido diferente de haberles mostrado fisuras mayores.

Parece difícil fijar este ancho admisible ya que no sólo depende de la subjetividad de las personas, sino también del tipo y aspecto general de acabado de la estructura. Quizá el valor de 0,4 mm recogido por el Código Modelo y el Código ACI 318-83 pueda tomarse como límite admisible en tanto no se tengan resultados más concluyentes.

En cuanto a las prescripciones a cumplir en el caso de que el hormigón vaya a ser empleado en depósitos, por las especiales prestaciones que se le piden al



material, se contemplan en reglamentos o publicaciones específicas y no han sido objeto de la presente revisión.

El motivo de más trascendencia que lleva a la necesidad de controlar el ancho de fisura es el relacionado con la durabilidad de las armaduras. Desde este punto de vista la definición y graduación en tres de los ambientes, en cuanto a su agresividad, parece un modelo simple y acertado. Sin embargo, existe una laguna en la cuantificación de la influencia de la humedad relativa ambiental en la corrosión de las armaduras, tanto en cuál es el límite a partir del cual se intensifica peligrosamente el fenómeno, como en cómo se miden y acumulan las horas/año en que se supone ese límite. Tampoco queda recogida con suficiente claridad en los códigos que la situación claramente más desfavorable para la durabilidad de los redondos son los ciclos de humedad-sequedad, sobre todo en ambientes marinos.

Por otra parte, es de destacar la casi unanimidad de toda la bibliografía consultada en señalar que no se puede establecer una relación biunívoca entre la abertura de fisura real cuando ésta es inferior a 0,4-0,6 mm y la disminución de la vida útil de la estructura por la corrosión de las armaduras.

Esta afirmación lleva a plantearse si son necesarias las fórmulas complicadas de cálculo de abertura de fisura en los ambientes I y II.

Todo ello aplicado a fisuras transversales porque sobre la influencia de las fisuras longitudinales hay muy pocos resultados sistemáticos. Por un lado, al ser mayor el área de ataque parece lógico que la corrosión sea más peligrosa que en las fisuras transversales en concordancia con los resultados de autores ingleses ya comentados, pero dado que la relación área-ánodo/área-cátodo es menor en estas últimas que en las longitudinales, a largo plazo podrían resultar en algunos casos más peligrosas las transversales.

En este mismo sentido se puede especular con respecto a la solución frecuentemente adoptada como aparentemente favorable, de variar la cuantía y distribución de armadura para obtener varias fisuras repartidas en lugar de una sola de superior abertura. Ya que por debajo de 0,4 mm no se puede establecer una relación de que a mayor abertura mayor corrosión, esta solución sólo conseguiría en ocasiones hacer más numerosos los puntos de acceso del medio ambiente hasta la armadura y por lo tanto aumentar el riesgo de corrosión.

#### 4.3. Grado de sensibilidad de los aceros a la corrosión

Se considera interesante la distinción que plantea el Código Modelo sobre el diferente grado de sensibilidad de los aceros a la corrosión.

Este aspecto, prácticamente olvidado, debería ser contemplado siempre teniendo en cuenta además que si la armadura está corroída antes de ser embebida en el hormigón es también más sensible ya que, a igualdad del resto de los parámetros, los aceros con óxido superficial se corroen antes y más rápido que los aceros conservados limpios de óxido.

#### 4.4. Recubrimiento de la armadura

Para que la armadura posea una protección adecuada conviene poder contar con un recubrimiento de hormigón de calidad y espesor suficiente.

Se considera adecuado fijar unas calidades de hormigón mínimas (dosificación de cemento, relación agua/cemento...) en función del ambiente en donde vaya a estar ubicada la estructura. En este sentido, las prescripciones contenidas en el Código CP-110 (ver Tabla 2) son más adecuadas que las de la Instrucción EH-82 que sólo fijan un mínimo del contenido de cemento independiente del ambiente y nada plantean en torno a la relación agua/cemento.

Se ha encontrado cierta disparidad entre los espesores mínimos de recubrimiento exigidos por los diferentes códigos, estando entre los más bajos los valores proporcionados por la EH-82. En general el recubrimiento mínimo depende del ambiente pero sería de desear que también dependiera de la calidad del hormigón, lo que sólo es planteado en alguna normativa (CP-110 y Código Modelo). Aspectos como el grado de compactación y el nivel de control de la ejecución del hormigón deben influir también a la hora de fijar los recubrimientos mínimos.

Si se avanza en criterios de diseño tendentes a evitar la rotura del hormigón a causa del empuje generado por los óxidos expansivos, tal y como sugiere Beeby, puede ser interesante fijar, además del recubrimiento, un valor mínimo de la relación recubrimiento/diámetro de la armadura ( $c/\varnothing$ ) ya que algunos investigadores relacionan este parámetro con las fuerzas que generan los óxidos expansivos y la capacidad resistente del hormigón frente a ellas. Según algunos autores, valores de  $c/\varnothing$  de 3 proporcionan una protección suficiente si bien esta recomendación puede resultar perjudicial al conllevar espesores de recubrimiento excesivamente altos.

#### 5. Conclusiones

A la vista de la exposición realizada en esta ponencia en torno a la fisuración en piezas de hormigón armado y su relación con la probabilidad de corrosión de las armaduras se piensa que:

- 1.º Es conveniente seguir profundizando en una mejor definición de los valores de las acciones variables a considerar en el cálculo de la fisuración.

También hay que seguir trabajando en la búsqueda de nuevas formulaciones que permiten obtener el ancho de fisura ya que como se ha expuesto existen discrepancias entre los diferentes códigos.

- 2.º Se necesitan identificar con mayor precisión los diferentes tipos de ambientes en función de su agresividad realizando una graduación lo más clara posible y debe llevarse a cabo más experimentación que permita conocer de manera más concluyente el papel que desempeñan las diferentes variables (abertura límite de fisura, recubrimiento...) en la corrosión de las armaduras de elementos fisurados de hormigón armado.
- 3.º Los valores mínimos de los espesores de recubrimiento de la armadura que fijan los códigos deberán tener en cuenta el tipo de ambiente, la clase de elemento estructural (vigas, losas...) y la calidad del hormigón.

- 4.º Fijado el espesor mínimo de recubrimiento será necesario plantear un límite de ancho de fisura por razones principalmente estéticas para los ambientes I y II (0,4 mm) y otro por razones de la durabilidad de las armaduras para el ambiente III (0,1 mm).

El ancho de fisura por razones estéticas se limitará en cualquier punto de la superficie del hormigón, mientras que el definido en razón de la corrosión de la armadura deberá controlarse en la superficie del hormigón próxima a la armadura.

En todo caso, estas aberturas límites de fisura deberán ser función del valor del recubrimiento adoptado.

## 6. Bibliografía

1. CP-110. «The Structural use of concrete. Part. 1: Design, materials and workmanship». British Standards Institution. Nov., 1972.
2. ACI 318-83. «Building Code Requirements for reinforced concrete». American Concrete Institute. Septiembre, 1983.
3. Regles B.A.E.L. 80. «Regles Techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états-limites». Eyrolles. Paris. Sept., 1980.
4. «Código Modelo CEB-FIP para las estructuras de hormigón». Comité Europeo del Hormigón (CEB). 1978 (Traducción española por Instituto Eduardo Torroja).
5. EH-82. «Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado». Comisión Permanente del Hormigón, 1982.
6. «Reglas unificadas comunes a los diferentes tipos de obras y materiales». Comité Europeo del Hormigón (CEB), 1978. (Traducción española por Instituto Eduardo Torroja).
7. ACI 224R-80. «Control of cracking in Concrete Structures». Manual of Concrete Practice. American Concrete Institute.
8. «Durability of concrete structures». State of the Art Report - Task group durability. Boletín n.º 148 del CEB, 1982.
9. H. MARTIN, and P. SCHIESSL: «The influence of cracks on the corrosion of steel in concrete». Preliminary report or RILEM Int. Symposium on the durability of Concrete. Vol. II. Praga, 1969.
10. H. WEBER: «Methods for calculating the progress of carbonation and the associated life expectancy of reinforced concrete components». Betonwerk Festigteil Technik 8 (1983) 508-514.
11. P. SCHIESSL: «Zur Frage der Zulässigen Rissbreite und der Erforderlichen Betondeckung im Stahlbetonbau unter besonderer Berücksichtigung der Karbonatisierung des Betons». Bulletin n.º 255. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Berlin, 1976.
12. A. W. BEEBY: «Cracking, cover and Corrosion of reinforcement». Concrete International. Feb., 1983. 35-40.
13. A. W. BEEBY: «Corrosion of reinforcing Steel in concrete and its relation to cracking». The Structural Engineer. Mar., 1978. 77-81.
14. N. J. M. WILKINS, and P. F. LAWRENCE: «The corrosion of steel reinforcements in concrete immersed in sea water». Corrosion of Reinforcement in Concrete Construction. Conference-London. June, 1983. 119-142. Editado por The Society of Chemical Industry.
15. M. B. LEEMING: «Corrosion of steel reinforcement in offshore Concrete. Experience from the concrete in the Oceans Programme. Corrosion of Reinforcement in concrete Construction Conference». London, June, 1983. 59-78. Editado por The Society of Chemical Industry.
16. J. DIAZ PADILLA, and F. ROBLES: «Human response to cracking in concrete slabs. Cracking, deflection and ultimate load of Concrete slab systems». ACI Publication SP-30, 1971.
17. P. GERGELEY, and L. A. LUTZ: «Maximum crack width in reinforced concrete flexural members. Cracking in concrete». ACI Publication SP-20, 1966.
18. A. W. BEEBY: «The prediction and control of flexural cracking in reinforced concrete members. Cracking deflection and ultimate loads of concrete slab systems». ACI publication SP-30, 1971.
19. S. I. HUSAIN, and P. M. FERGUSON: «Flexural crack widths at the bars in reinforced concrete beams». Research Report No. 102-1F. Center for Highway Research. University of Texas at Austin.

## ANEJO N.º 1

Fórmulas de la tensión en servicio del acero en función de la abertura de fisura:

\* CP-110

$$\sigma_s = \frac{E_s W_k}{3 C} \quad (\text{Cuando se controla la fisura en la superficie del hormigón próxima a la armadura})$$

\* ACI 318-83

$$\sigma_s = \frac{E_s W_k}{2,64 \sqrt[3]{d_c A}}; d_c = \frac{\emptyset}{2} + C; A = \frac{2 d_c b}{n}$$

(para una capa de armaduras)

\* EH-82 (Art. 44.2)

$$\sigma_s = 15.607 \sqrt{\frac{W_k}{\emptyset}} \quad (\text{para hormigón H-200})$$

\* EH-82 (Art. 44.3)

$$\sigma_s = 3,57 \frac{E_s W_k}{\emptyset \left( \frac{1}{\rho_c} + 10 \right)}$$

\* EH-82 (F. Borges)

$$\sigma_s = \frac{W_k \cdot 10^6}{1,5 C + 0,04 \frac{\emptyset}{\rho}} + \frac{7,5}{\rho} \quad \rho \leq 0,01$$

\* CODIGO MODELO

$$\sigma_s = \frac{E_s W_k}{3,4 C + 0,34 S + 0,085 \frac{\emptyset}{\rho_r}}$$

(no considerando la colaboración del hormigón traccionado)

siendo:

$\sigma_s$  = tensión de las armaduras.

$W_k$  = abertura de fisura.

$\emptyset$  = diámetro de las barras.

$n$  = número de redondos.

$E_s$  = módulo de elasticidad del acero.

$C$  = recubrimiento de las armaduras.

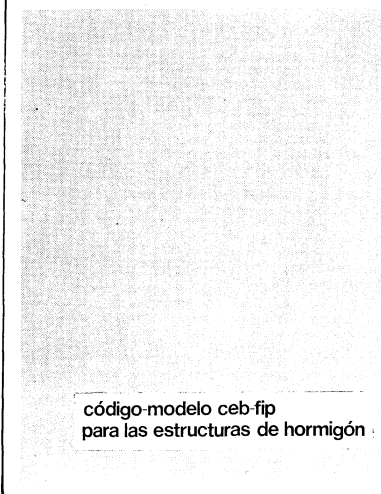
$S$  = separación entre armaduras.

$\rho, \rho_c, \rho_r$  = cuantías geométricas de armado definidas en cada código (4), (5).

$b$  = ancho de la viga.

☆☆☆

## publicación del i.e.t.c.c.



El Instituto Eduardo Torroja, miembro activo tanto del Comité Eurointernacional del Hormigón (CEB), como de la Federación Internacional del Pretensado (FIP), ha tomado a su cargo la traducción y edición de esta importante normativa.

Aunque presentado con el título de «Código Modelo CEB/FIP 1978» este documento incorpora los dos primeros volúmenes de este «Sistema Unificado Internacional de Reglamentación Técnica de Ingeniería Civil». El primer volumen de este «Sistema Unificado» es el denominado «Reglas comunes Unificadas para los diferentes tipos de obras y materiales», donde se exponen los criterios y formatos de seguridad a que han de ajustarse los diferentes Códigos (estructuras de hormigón, estructuras metálicas, estructuras mixtas, estructuras de albañilería y estructuras de madera), que han de configurar la totalidad del antedicho sistema.

El segundo volumen es propiamente el Código Modelo para las Estructuras de Hormigón. Fruto de la colaboración de dos asociaciones del prestigio del CEB y la FIP, desde mediados de los 60, incorpora los avances científicos y tecnológicos producidos en los últimos años sin detrimento alguno de la claridad y operatividad que deben presidir un código que pretende ser, ante todo, un auxiliar práctico para los técnicos de la construcción.

El Código sigue en su estructura las reglas más o menos clásicas: una primera parte dedicada a los datos generales para el cálculo (propiedades de los materiales, datos relativos al pretensado, tolerancias); en segundo lugar se presentan las reglas de proyecto estructural (acciones, solicitaciones, estados límites últimos y de utilización, reglas de detalle para el armado); y, por último, ejecución, mantenimiento y control de calidad.

También incluye reglas para estructuras con elementos prefabricados y estructuras de hormigón con áridos ligeros. Los Anejos del Código se refieren a: terminología, proyecto mediante la experimentación, resistencia al fuego, tecnología del hormigón, comportamiento en el tiempo del hormigón y fatiga.

Un volumen encuadernado en cartóné, de 21 x 30 cm, compuesto de 340 páginas, Madrid, mayo 1982.

Precios: España 2.500 ptas. Extranjero 36 \$ USA.

código-modelo ceb-fip  
para las estructuras de hormigón